Essais en place et en laboratoire sur sols cohérents Comparaisons des résultats

S. AMAR
Ingénieur
Département de mécanique des sols
Laboratoire central

et J. JÉZÉQUEL
Ingénieur
Laboratoire régional de Saint-Brieuc

LES essais en place constituent une branche de plus en plus importante de la mécanique des sols.

Leurs premiers développements étaient probablement dus à leur simplicité apparente et donc à leur coût relativement plus faible que celui des prélèvements et essais en laboratoire.

L'expérience a montré que l'utilisation et l'interprétation des essais en place ne vont pas sans poser des problèmes très complexes qui sont de trois ordres :

— réalisation correcte de ces essais,
— comparaison directe entre ces essais et le comportement des fondations,
— comparaison entre ces essais et les essais de laboratoire.

La réalisation correcte des essais en place est le premier problème que le GEESEP* s'est attaché à résoudre.

A cet effet, des recherches expérimentales et technologiques ont été entreprises concernant le scissomètre [1, 2, 3, 4], le pénétromètre statique [5, 6], et le pressiomètre [7, 8].

Ces recherches ont permis de dégager les facteurs essentiels qui influent sur les résultats bruts des essais. Elles ont conduit (ou elles conduiront) à une uniformisation du matériel et à une standardisation des méthodes d'utilisation de ces appareils par les laboratoires des Ponts et Chaussées. En particulier, pour le pressiomètre, le GEESEP a établi un mode opératoire [9].

La comparaison directe entre les essais en place et le comportement des fondations a été développée surtout en ce qui concerne le pénétromètre et les pieux d'une part (Ecole hollandaise) et le pressiomètre et les fondations, en général, d'autre part (Louis Ménard).

Ces procédés sont uniquement empiriques car ils constituent essentiellement des étalonnages. Ils donnent cependant des résultats intéressants et valables dans de nombreuses conditions d'utilisation. L'examen de ces problèmes sort du cadre du présent article.

La comparaison entre les essais en place et les essais de laboratoire a également fait l'objet de nombreuses études, car les théories classiques de la mécanique des sols étant basées sur les paramètres de résistance au cisaillement et de compressibilité déterminés en laboratoire, il est immédiatement apparu nécessaire de relier les résultats des essais en place à ces paramètres ; cela dans le double but de comprendre l'action des essais en place sur le sol et d'obtenir ces paramètres plus rapidement et au moindre coût.

Ce type de recherche a été entrepris par exemple par Buismann, qui avait tenté de relier la résistance en pointe R_p du pénétromètre statique, à l'indice de compression C_c, suivant la formule :

$$C_c = 1{,}5 \cdot \frac{R_p}{P_o}$$

P_o étant la pression des terres au repos.

Plus récemment, on doit citer les études de : Van Vanbeke [10], Ménard [11], Sanglerat [12], Cassan [13], et Higgins [14].

* GEESEP : Groupe d'étude des essais de sols en place, créé à l'initiative du LCPC en 1967, et dont MM. Jézéquel et Amar sont les animateurs (NDLR).

De leur côté, les laboratoires des Ponts et Chaussées ont accumulé un certain nombre de résultats comparatifs d'essais réalisés par leur soin, sur des sols très divers et en respectant les modes opératoires et les techniques d'essais précédemment définis.

Bien que ces résultats soient incomplets et parfois même discutables, il a paru nécessaire de les exposer ici, car ils vont permettre d'orienter les recherches futures, dans ce domaine difficile.

Il apparaît en effet illusoire de penser extraire des conclusions valables, d'après une compilation de résultats d'essais qui pourraient être obtenus au cours d'études habituelles de fondations, même si les modes opératoires ont été respectées, car la comparaison entre les essais de laboratoire et les essais en place nécessite de plus :

— le choix de sites homogènes,
— la réalisation des divers essais dans une zone aussi concentrée que possible,
— la connaissance parfaite du sol, ce qui impose la réalisation de toute la panoplie des essais de laboratoire, ceux-ci devant être effectués avec le plus grand soin sur des échantillons véritablement intacts.

Ces conditions, très sévères, conduisent pour une telle recherche à éliminer sans hésitation toute mesure douteuse.

I. CLASSIFICATION SCHEMATIQUE DES ESSAIS EN PLACE

Essais ne déplaçant pas le sol

C'est l'essai au scissomètre (fig. 1). La rotation de la pale cisaille le sol suivant une surface cylindrique. Connaissant le couple de torsion nécessaire et cette surface, on en déduit la résistance au cisaillement mobilisée.

Pour des raisons technologiques (possibilité de mise en place de l'appareil et résistance des tiges à la torsion), et théoriques (connaissance de la surface de cisaillement), le domaine d'utilisation de cet appareil est limité aux sols fins, cohérents, peu consistants. Il donne donc une cohésion apparente C_u (approximativement pour des valeurs de C_u inférieures à 0,6 ou 0,8 bar).

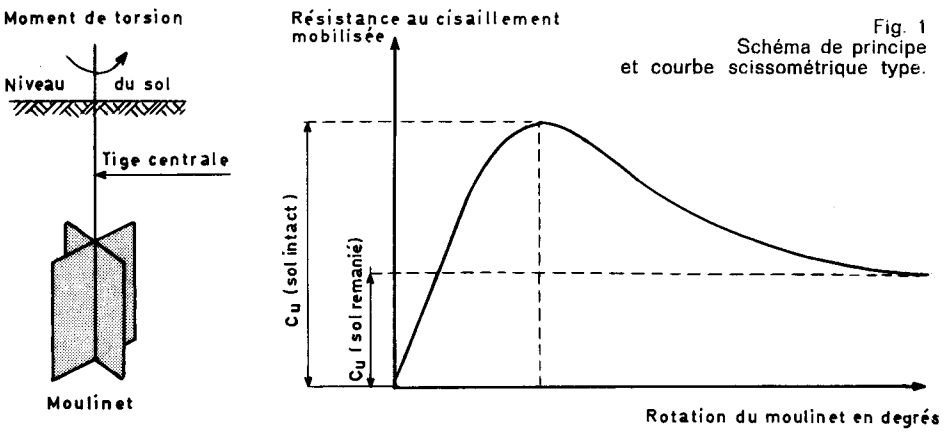

Fig. 1
Schéma de principe et courbe scissométrique type.

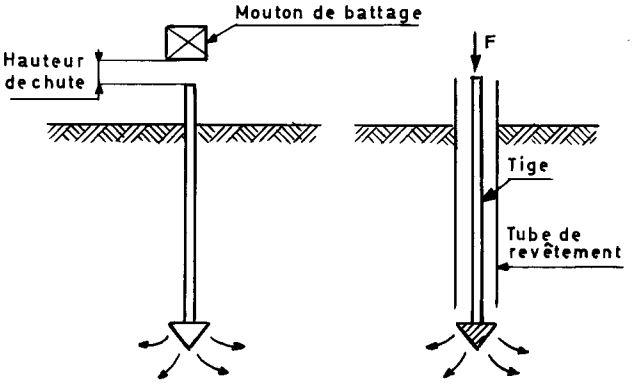

Fig. 2 - Schéma de principe des pénétromètres dynamique et statique.

Essais déplaçant le sol

L'originalité de ces essais est que les appareils pénètrent dans la masse du sol en le déformant et en le refoulant. Ce sont donc des essais qui testent à la fois la résistance au cisaillement des sols et leur « compressibilité ».

On peut distinguer deux types d'appareils.

Les pénétromètres dynamique et statique

Il existe de nombreux appareils qui diffèrent par des détails technologiques et géométriques (fig. 2). Leur caractéristique principale est qu'ils testent le sol « à la limite ».

Les essais au pénétromètre dynamique étant difficiles à interpréter, on ne parlera dans ce qui suit que des pénétromètres statiques.

Le pressiomètre

L'intérêt de cet appareil, par rapport aux deux précédents, est qu'il permet en principe de tester le sol depuis l'état naturel (P_o) jusqu'à l'état limite (P_l), donc, en particulier, dans la phase pseudo-élastique. Ce qui permet de définir un module E, proportionnel à l'inverse de la pente de la partie approximativement linéaire de la courbe type (fig. 3).

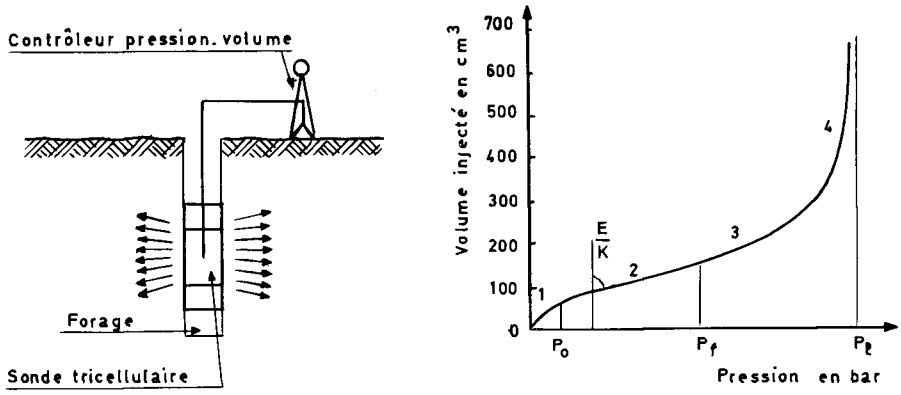

Fig. 3
Schéma de principe
et courbe pressiométrique type.

II. COMPARAISONS ENTRE LE PRESSIOMETRE ET LE PENETROMETRE STATIQUE

Il existe évidemment des différences technologiques, géométriques et de mise en œuvre fondamentales entre ces deux types d'appareils, en particulier :

1. Le pressiomètre est généralement réalisé dans un forage non tubé, alors que le train de tiges du pénétromètre se comporte comme un tubage placé à l'arrière de la pointe.

Dans le premier cas, on pourrait donc concevoir que le refoulement du sol se fasse vers le trou de forage et que l'essai pressiométrique, en dépit des cellules de garde, ne testerait pas la « compressibilité » d'ensemble du milieu.

On a pu voir, dans certains ouvrages, des schémas de principe, montrant des bourrelets de sols dans le forage au-dessus et au-dessous de la sonde pressiométrique. Récemment, Livneh et Uzan [15] ont présenté une théorie de la rupture au pressiomètre, utilisant les schémas classiques de lignes de glissements venant se refermer sur un tubage placé au-dessus de l'appareil.

2. L'essai pressiométrique sollicite le sol horizontalement, alors que dans l'essai au pénétromètre statique, la sollicitation est verticale (comme elle le serait sous une fondation sur pieu).

Pourtant, si on enfonce un pénétromètre dans le sol sur plusieurs mètres, il est évident que le refoulement se fait essentiellement latéralement, et que l'on ne comprime pas sous la pointe une colonne entière de sol.

3. Mais il existe une autre différence fondamentale entre les deux essais, bien moins apparente de prime abord.

Lorsque le sol entre en plasticité autour du pressiomètre, (P_f), celui-ci évidemment reste en place et on peut continuer à gonfler la sonde, jusqu'à atteindre une pression limite (P_l). Au contraire, pour l'essai au pénétromètre statique, on pourrait enfoncer la pointe en maintenant la charge P_f constante, (sous réserve que les caractéristiques du sol soient constantes en profondeur). Si l'on augmente la charge en pointe, la seule conséquence est d'augmenter la vitesse de fonçage.

Corrélativement, comme on impose en général la vitesse de fonçage, on comprend pourquoi la résistance en pointe augmente avec cette vitesse (pour certains sols : silts, sables lâches, saturés, etc, d'autres phénomènes interviennent, qui infirment cette constatation).

En d'autres termes, seul l'essai pressiométrique permet de montrer l'existence d'une pression limite dans les sols.

Etant donné un si grand nombre de différences de géométrie, de technologie, de principe, etc., y a-t-il une relation* entre les résultats de ces deux essais ?

Pour le vérifier, il est nécessaire de tenir compte de l'hétérogénéité des sols, en effet, il est vain de comparer les résultats des deux sondages, même très voisins.

La technique recommandée est la suivante :

— faire l'essai de pénétration statique à l'aide d'un appareil de petit diamètre (par exemple un pénétromètre Gouda de 36 mm de diamètre muni de sa pointe habituelle ou de préférence d'une pointe électrique [5]),
— réaléser ensuite ce forage à l'aide d'une tarière à main (avec injection de bentonite si nécessaire) en diamètre de 60 mm,
— faire les essais au pressiomètre dans le forage ainsi obtenu mais avec un laps de temps le plus court possible entre les deux opérations,
— comparer les caractéristiques pressiométriques ainsi obtenues avec la moyenne de résistance de pointe correspondant à la hauteur de la cellule de mesure du pressiomètre.

Il s'agit en premier lieu de connaître l'influence de ce procédé sur les résultats des essais pressiométriques.

Les graphiques de la figure 4 représentent des résultats d'essais obtenus dans des forages voisins par divers procédés. Le sol est une argile consistante ($I_c > 0{,}8$ [16]). Par définition, nous avons pris comme étalon le forage 4 a où les essais pressiométriques ont été effectués dans un forage réalisé aux mèches

* Nous préférons le terme « relation » plutôt que celui de « corrélation », qui fait appel à des notions statistiques peu applicables ici, étant donné le faible nombre de résultats dont on dispose.

hélicoïdales continues à sec. Les avant-trous ont été obtenus au pénétromètre avec ou sans manchon à ergots.

Précisons que ce manchon est une tige spéciale comportant des ergots, interposé entre la pointe et le train de tiges, et dont le rôle est de diminuer le frottement latéral, afin de permettre d'augmenter la profondeur de pénétration de l'appareil. Dans le cas présent, les ergots débordaient de 5 mm par rapport à la tige. On constate sur les graphiques 4 b et 4 d que l'effort total de fonçage (donc le frottement latéral), s'est trouvé réduit de 6,5 tonnes à 1 tonne environ, à 7 mètres de profondeur.

Il s'agit de vérifier également l'influence de ce manchon à ergots sur les résultats pressiométriques.

Pour comparer entre elles les différentes valeurs mesurées dans un sol homogène, il est préférable d'exprimer les variations des divers paramètres (en bars) en fonction de la profondeur z (en mètres).

Par exemple, pour la résistance en pointe et la pression limite, on peut écrire :

$$R_p = az + b \quad \text{et} \quad P_l = a'z + b'$$

où R_p et P_l sont exprimés en bars et z en mètres,

d'où

$$\frac{R_p}{P_l} = \frac{a}{a} \times \left[1 + \frac{ba' - ab'}{a\,(a'\,z + b')} \right]$$

Ces résultats (fig. 4) permettent de tirer les conclusions suivantes (que l'on se gardera cependant d'extrapoler à tous les cas sans vérification préalable) :

— pour les trois mises en œuvre, aucune différence significative n'apparaît sur la valeur de la pression limite P_l ,

— pour le module pressiométrique E, il n'y a pas de différence significative entre les méthodes a et c. Par contre, pour le cas e, il semble que le module ne varie plus avec la profondeur z,

— le rapport E/P_l ne présente pas de différence significative avec la profondeur. En moyenne on a, dans le cas présent :

$E/P_l = 17$, ce qui est une valeur élevée par rapport à ce que l'on obtient dans la plupart des terrains $\left(8 \leqslant \frac{E}{P_l} \leqslant 12\right)$,

— étudions le rapport R_p / P_l :

• pour les graphiques b et c on a

$$R_p/P = 1 + \frac{23}{0{,}7\ z + 5}$$

soit par exemple, pour $z = 5$ m $\quad R_p/P_l = 3{,}76$

$z = 10$ m $\quad R_p/P_l = 2{,}91$

• pour les graphiques d et e

$$R_p/P_l = 2 \left[1 + \frac{6{,}5}{0{,}5\ z + 6} \right]$$

soit par exemple, pour $z = 5$ m $\quad R_p/P_l = 3{,}72$

$z = 10$ m $\quad R_p/P_l = 3{,}18$

On constate que le rapport R_p/P_l diminue légèrement avec la profondeur, et qu'il est en moyenne, pour les profondeurs intéressées ici, de l'ordre de 3,5.

Fig. 4 - Comparaisons entre le pressiomètr

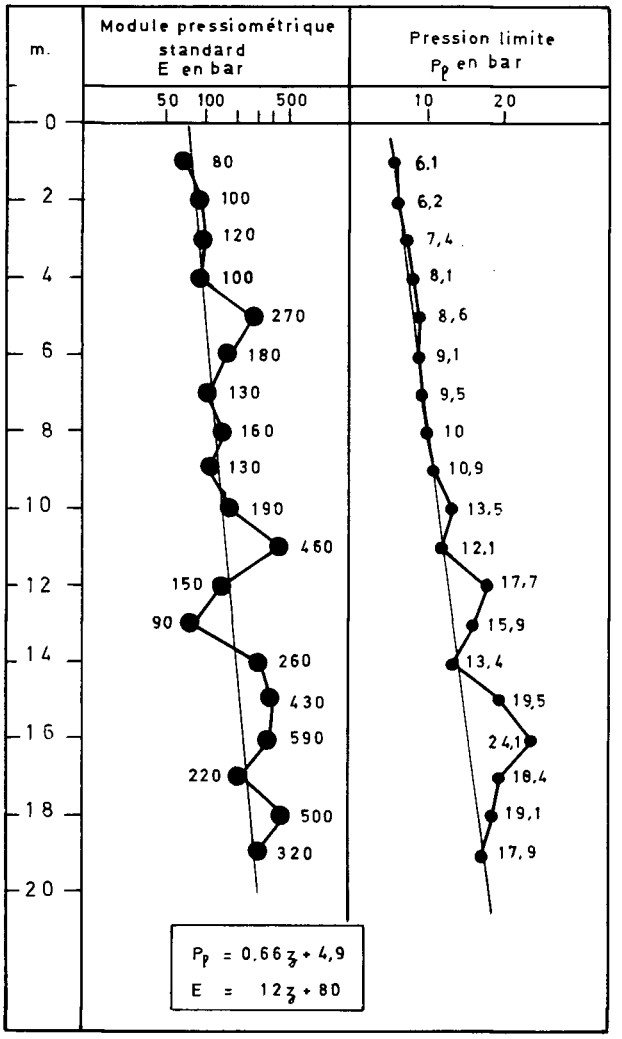

Fig. 4a - Résultats pressiométriques obtenus en fonction de la profondeur z dans un forage aux mèches hélicoïdales continues (forage à sec).

Pour un sol similaire à Romainville [17-18], on a

$P_l = 0{,}435\ z + 7{,}45$

$R_p = 0{,}57\ z + 30$

Les valeurs de P_l sont ramenées en pression totale (c'est-à-dire en rajoutant la hauteur d'eau dans les tubulures du pressiomètre). Les valeurs de R_p ont été mesurées au pénétromètre P45 type Parez. On trouve encore que le rapport R_p/P_l diminue légèrement avec z : 4 pour $z = 0$, et 3,40 pour $z = 5$.

Ces valeurs sont tout à fait comparables avec celles obtenues par Ménard et d'autres auteurs dans des sols similaires. Rappelons que, d'une manière plus générale R_p/P_l varie avec la nature du sol et se situe entre 2,5 à 3 pour les argiles molles, et 7 à 8 pour les sables compacts.

La légère influence de la profondeur mise à part, on peut donc dire que le pressiomètre et le pénétromètre sont des essais très proches l'un de l'autre en dépit des différences technologiques fondamentales énumérées précédemment.

:t le pénétromètre statique. Résultats expérimentaux obtenus dans une argile consistante.

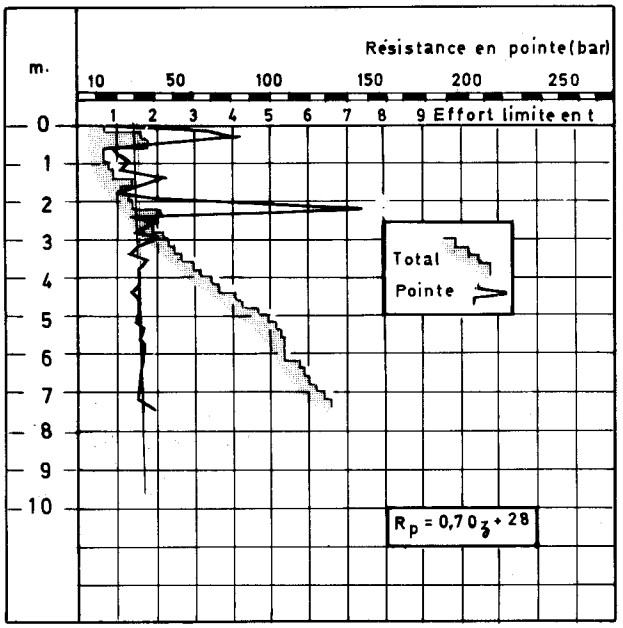

Fig. 4b - Pénétromètre Gouda à pointe électrique sans manchon à ergots.

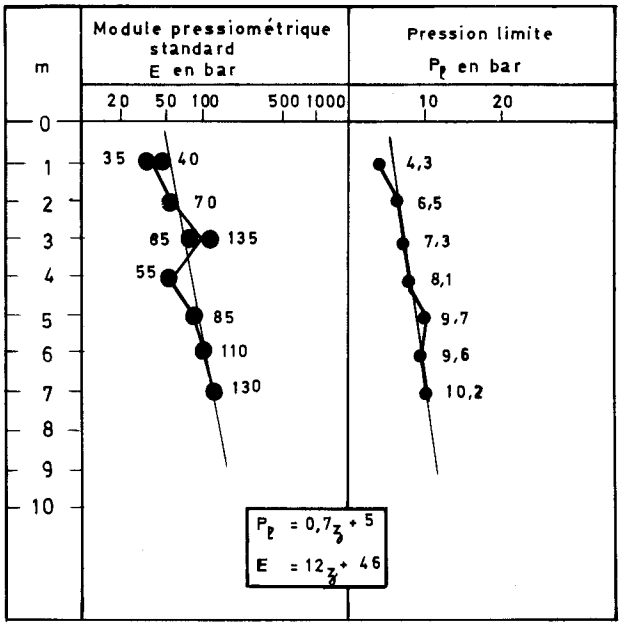
m
Module pressiométrique standard E en bar
20 50 100 500 1000
Pression limite P_l en bar
10 20
35 40 70 85 135 55 85 110 130
4,3 6,5 7,3 8,1 9,7 9,6 10,2
$P_l = 0{,}7 z_j + 5$
$E = 12 z_j + 46$

Fig. 4c - Résultats pressiométriques après réalésage du forage pénétrométrique 4b à la tarière à main à injection.

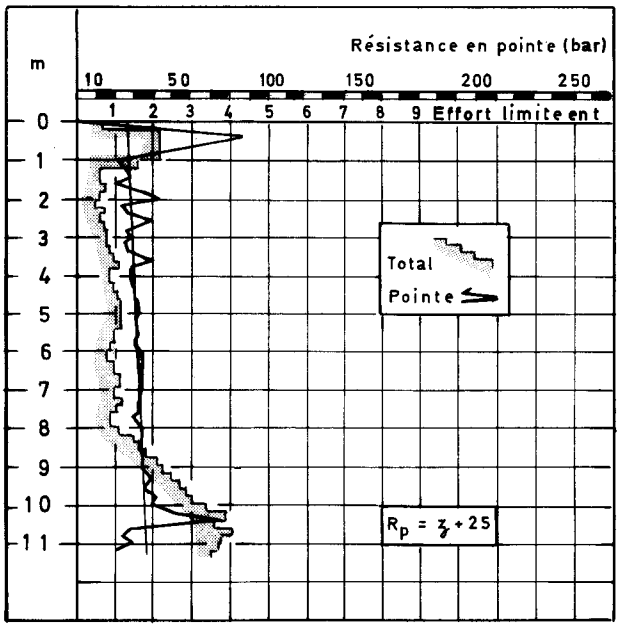

Fig. 4d - Pénétromètre Gouda à pointe électrique avec manchon à ergots.

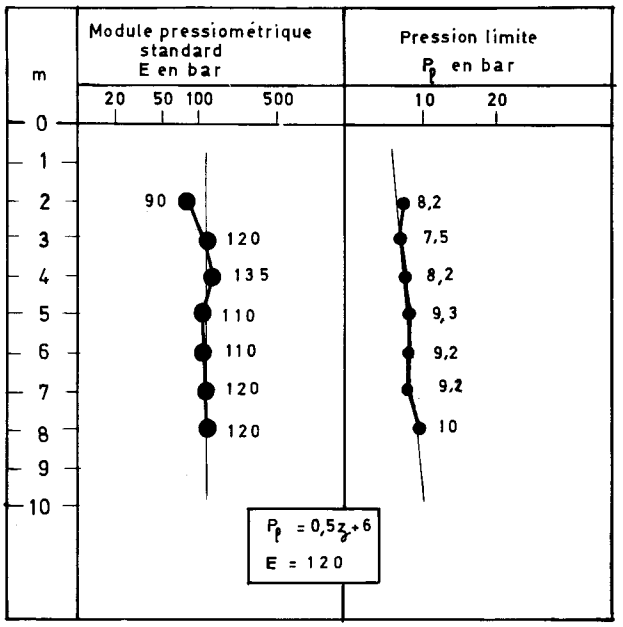
m
Module pressiométrique standard E en bar
20 50 100 500
Pression limite P_l en bar
10 20
90 120 135 110 110 120 120
8,2 7,5 8,2 9,3 9,2 9,2 10
$P_l = 0{,}5 z_j + 6$
$E = 120$

Fig. 4e - Résultats pressiométriques après réalésage du forage pénétrométrique 4d à la tarière à main à injection.

III. COMPARAISON ENTRE R_p et P_l ET LA COHESION APPARENTE C_u

Théoriquement, la résistance en pointe R_p au pénétromètre statique est donnée par la relation :

$$R_p = C_u . N_c + P_o$$

où P_o est la pression totale verticale des terres au repos (soit γz) et N_c un coefficient sans dimension, appelé facteur de force portante. C'est le même N_c qui est utilisé pour le calcul des pieux (en général, on prend alors $N_c = 9$ ou 10).

Donc, connaissant N_c et P_o, on peut théoriquement déduire C_u de R_p :

$$C_u = \frac{R_p - P_o}{N_c}$$

Pour l'utilisation de cette formule, certains auteurs ont proposé des valeurs de N_c supérieures à 10. Begemann par exemple [26] propose $N_c = 13{,}6$ pour un appareil muni d'une pointe fixe par rapport au tube.

Plus récemment sont apparues des formules de la forme $C_u = R_p/\alpha$, avec α pouvant aller jusqu'à 15 ou 20.

D'autre part, on a montré [5, 19, 20] que dans certains sols R_p était fonction de la conception de la pointe.

De même, pour l'essai pressiométrique, Ménard propose une relation de la forme $C_u = \dfrac{P_l - P_o}{\beta}$ où β varie en fonction du rapport E/P_l [11] et P_o = la pression totale horizontale des terres au repos (sous réserve que P_l soit également exprimée en pression totale)

$$\beta = 5{,}5 \text{ pour } E/P_l = 10$$
$$\beta = 6{,}4 \text{ pour } E/P_l = 15$$

Essayons de vérifier sur quelques sols types, les valeurs de ces coefficients.

Les différents résultats obtenus sont synthétisés dans le tableau (fig. 5).

Il nous semble cependant nécessaire avant d'interpréter ces résultats d'exposer plus en détail ceux se rapportant au site de la figure 4 [16].

Les échantillons ont été prélevés avec le plus grand soin (carottier Craelius Soil Sampler), et la cohésion C_u a été mesurée en laboratoire à l'appareil triaxial. La variation de C_u (en bars) avec la profondeur z (en mètres) s'écrit :

$$C_u = 0{,}08\ z + 0{,}440$$

Comme d'autre part $P_o = \gamma\ z = 0{,}190\ z$, il vient avec $R_p = z + 25$:

$$N_c = \frac{R_p - P_o}{C_u} = 10\left[1 + \frac{1{,}65}{0{,}81\ [0{,}08\ z + 0{,}440]}\right]$$

$z = 0 \qquad N_c = 56$
$z = 5 \text{ m} \qquad N_c = 34$
$z = 10 \text{ m} \qquad N_c = 26$

Bien que, en toute rigueur, ce calcul ne soit valable qu'à l'intérieur des bornes des profondeurs de mesure, il apparaît que N_c est toujours beaucoup plus élevé que 10 et que sa valeur diminue quand z augmente.

Pour le pressiomètre, on a $P_l = 0{,}5\ z + 6$.

$$\beta = \frac{P_l - P_o}{C_u} = 3{,}9\left[1 + \frac{1{,}16}{0{,}08\ z + 0{,}44}\right]$$

pour $z = 0 \qquad \beta = 14{,}2$

pour $z = 10$ m. $\beta = 7{,}6$

SITE	Nature du sol	Profondeur m	γ t/m³	C_u bar	P_l bar	β	R_p bar	R_p/P_l	N_c	Relations f (z)	Observations
Ville nouvelle de MARNE [16]	Argile consistante	0 5 10	1,9 1,9 1,9	0,440 0,840 1,240	6 8,5 11	14,2 10 7,6	25 30 35	4 3,5 3,2	55 34 26	$C_u = 0{,}08\ z + 0{,}440$ $P_l = 0{,}5\ z + 6$ $R_p = z + 25$	essai triaxial et pénétromètre Gouda à pointe électrique
ROMAINVILLE [17]	Argile consistante	0 5 10	1,9 1,9 1,9	0,6 1,1 1,6	7,45 9,6 11,8	12,8 7,8 6,15	30 33 36	4 3,4 3	52 30 22	$C_u = 0{,}1\ z + 0{,}6$ $P_l = 0{,}435 + 7{,}45$ $R_p = 0{,}57\ z + 30$	essai triaxial et pénétromètre Parez P 45
Vallée de la RISLE [22]	Argile sableuse très compacte	15		1,3	23	15,5	55	2,4	40		essai triaxial et pénétromètre Parez P 45
PALAVAS-LES-FLOTS [23]	Vase molle	4 10	1,6	0,156 0,240			1,34 2,44		4,45* 3,5	$C_u = 0{,}014\ z + 0{,}1$ $R_p = 0{,}183\ z + 0{,}61$	Scissomètre de chantier LPC et pénétromètre Gouda à pointe électrique
CRAN [24]	Argile molle	5 10	1,6 1,6	0,19 0,36	1,5 3	3,5 3,85	2,25 4,66	1,5 1,55	7 8,7	$C_u = 0{,}033\ z + 0{,}032$ $R_p = 0{,}482\ z + 0{,}16$	Scissomètre LPC et pénétromètre Gouda à pointe électrique
PLANCOET [25]	Silt lâche	2	1,8	0,250	2,35	8	3,75	1,6	13,5	$C_u = 0\ z + 0{,}250$ $P_l = 0{,}34\ z + 1{,}67$ $R_p = 0\ z + 3{,}75$	Pénétromètre Gouda à pointe électrique essai triaxial et scissomètre LPC
SAINT-ANDRE-DE-CUBZAC [27]	Argile molle	3 6	1,5	0,14		3,8 5					scissomètre LPC
REDON [28]	Argile molle	4 8	1,7 1,7	0,21 0,26	1,7 3	5,5 7,5					scissomètre LPC
LANESTER [29]	Vase molle	3 8	1,5						12,9 8,5		Pénétromètre Gouda à pointe électrique et scissomètre LPC

* Si pour le site de Palavas on ne tient pas compte de P_o on trouve pour $z = 4$ m, $N_c = 8{,}25$ et pour $z = 10$ m, $N_c = 10{,}5$

Fig. 5 - Tableau synthétisant les résultats obtenus.

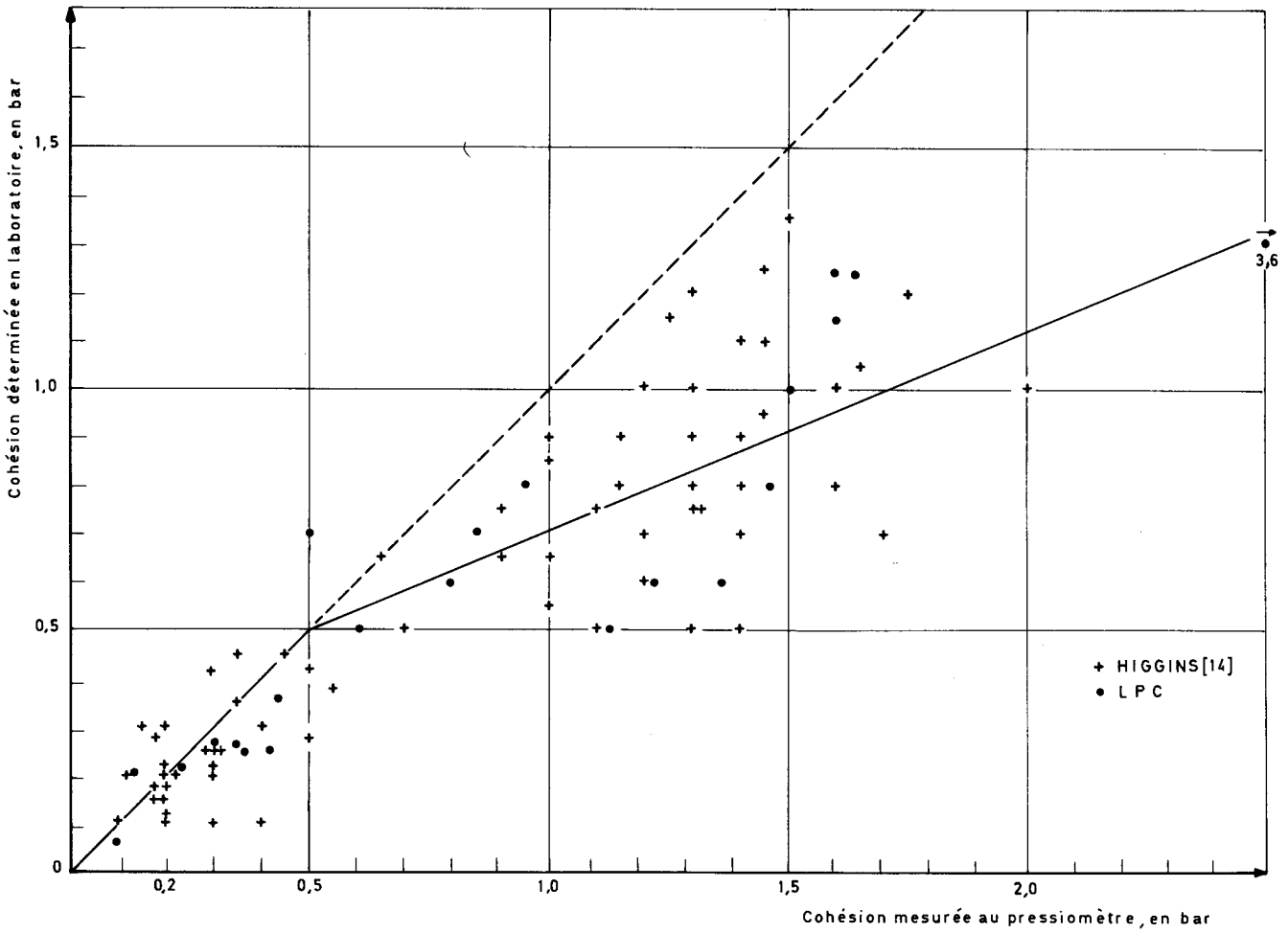

Fig. 6 - Comparaison entre la cohésion C_u mesurée en laboratoire ou au scissomètre d'une part et au pressiomètre d'autre part.

IV. INTERPRETATION DES RESULTATS

L'expression des variations de R_p et P_l en fonction de z [$R_p = az + b$ et $P_l = a'z + b'$] permet de constater que :

— pour tous les sols cohérents étudiés, a et a' sont compris entre zéro et 0,5 à une exception près. Valeur à comparer à la variation de P_o qui est de l'ordre de 0,2 z puisque en fait c'est la différence $P_l - P_o$ ou $R_p - P_o$ qui intervient.

— pour les sols cohérents raides, les valeurs de b et b' sont toujours très élevées. Elles sont par contre très faibles, voire négatives, pour les sols mous.

Cependant, dans presque tous les cas, le rapport R_p/P_l est une fonction de z : ce rapport diminue avec la profondeur dans la plupart des sols, cette diminution étant plus sensible pour les sols raides que pour les sols mous.

Les valeurs moyennes à retenir concordent bien avec celles données par de nombreux auteurs.

Dans la figure 6, nous avons porté en ordonnées les valeurs de la cohésion déterminée en laboratoire, à l'appareil triaxial (ou au scissomètre pour les sols mous), et en abscisses les valeurs obtenues au pressiomètre à partir de la formule :

$$C_u = \frac{P_l - P_o}{5,5}$$

Pour un site donné, nous n'avons pas fait apparaître sur ce graphique l'influence de la profondeur. On constate :

— une grande dispersion des résultats, qui peuvent varier du simple au double ;

— pour des valeurs faibles de la cohésion ($C_u < 0,5$ bar, c'est-à-dire $P_l - P_o < 3$ bars environ), il y a en moyenne une bonne concordance entre les deux méthodes ;

— pour les valeurs élevées de la cohésion, ($C_u > 0,5$ bar), la dispersion devient très importante, bien que la cohésion déterminée au pressiomètre soit toujours supérieure à celle obtenue en laboratoire.

Pour les essais au pénétromètre statique, les résultats vont dans le même sens : si les argiles sont

peu consistantes, N_c est de l'ordre de 10, (et parfois même beaucoup moins), par contre pour les sols raides, la valeur de N_c peut atteindre 40-50 et plus.

Si, pour un site donné, on fait apparaître l'influence de la profondeur, on constate fréquemment, même lorsque C_u augmente, une diminution de N_c avec la profondeur, et dans des proportions qui peuvent être importantes. Ce fut également le cas de Higgins sur le site de Sorrente (Stations 13 + 14 [14]).

Peut-on proposer quelques explications à ces divergences considérables ?

1. L'hétérogénéité

Ce facteur peut intervenir de plusieurs manières :

— tout d'abord dans la dispersion des résultats. On ne peut pas faire sur le même échantillon de sol tous les essais. La dispersion en plan n'est que rarement négligeable, surtout pour des petites valeurs des coefficients a et a', etc. Dans la grande masse des résultats à notre disposition, nous avons éliminé toutes les valeurs qui, de ce fait, nous paraissaient douteuses. Mais, pour les recherches à venir, il apparaît clairement que ce facteur important doit être éliminé si l'on veut aboutir à des résultats acceptables.

— d'autre part, l'hétérogénéité de la carotte elle-même intervient souvent, surtout pour les sols raides. C'est une des explications avancées par Higgins : dans de tels sols, on obtient souvent des intercalations de couches sableuses, voire graveleuses, qui sont éliminées lors de la réalisation d'essais en laboratoires, alors qu'elles peuvent être intégrées par l'essai pressiométrique.

Cette explication peut intervenir dans certains cas, et son incidence peut être plus importante dans une compression simple que dans l'essai triaxial (fig. 7 et 8).

2. Remaniement du sol au prélèvement

Ce facteur peut avoir une importance sur la mesure de C_u en laboratoire, d'autant que, si le sol est raide, l'utilisation des meilleures techniques de prélèvement (piston stationnaire) est impossible, et que l'on doit utiliser le battage ou la rotation.

Higgins donne un exemple qui lui paraît typique de ce phénomène [14] figures 7 et 8 : dans un profil, la divergence entre le C_u pressiomètre et le C_u laboratoire est d'autant plus grande que la cote d'essai est plus profonde. En surface (4 à 12 pieds), les résultats sont confondus. En profondeur, la divergence est de 50 %, par rapport à la valeur de C_u mesurée en compression simple.

Pour les exemples que nous avons cités, nous pensons que ce phénomène a été important, surtout dans le cas de la Risle : un échantillon prélevé à

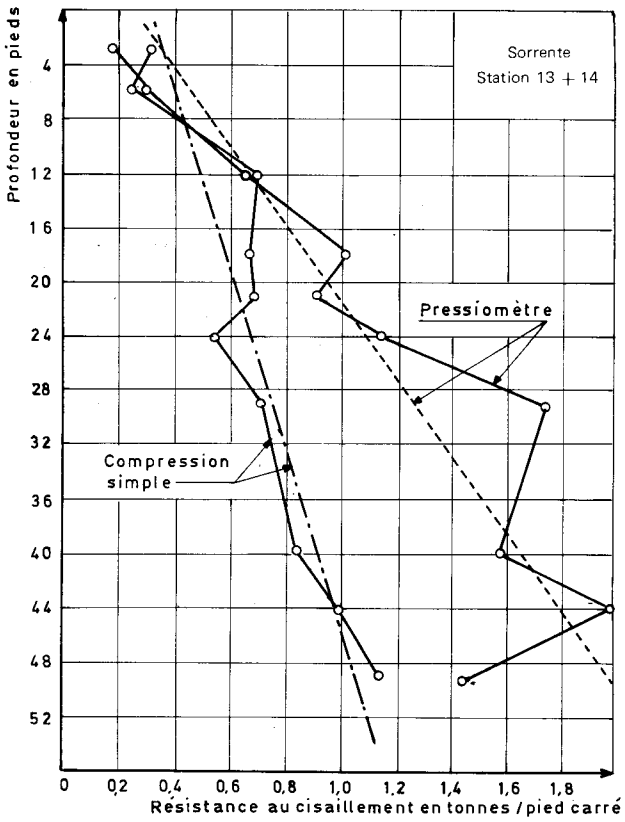

Fig. 7 - Essais pressiométrique et de compression simple. Résultats donnés par Higgins.

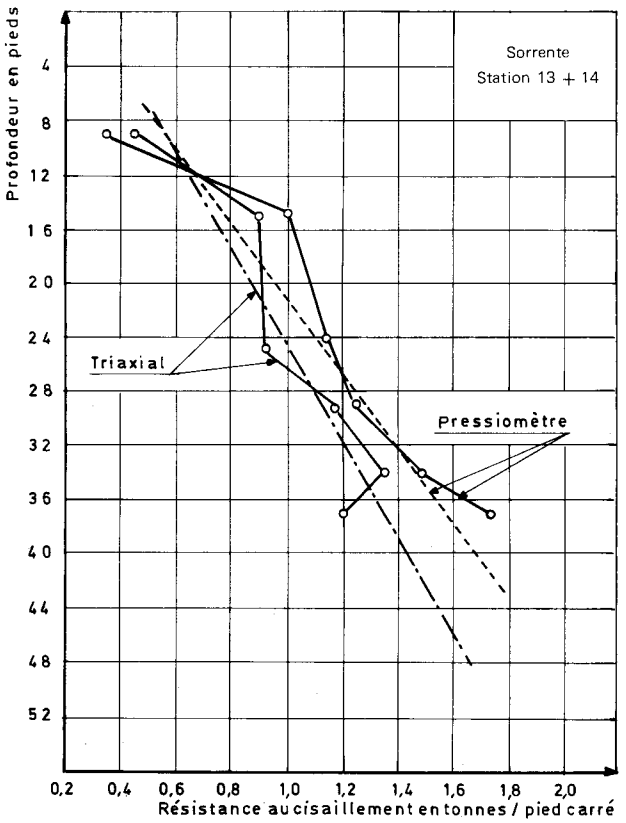

Fig. 8 - Essais pressiométrique et triaxial. Résultats donnés par Higgins.

25 mètres a donné une cohésion de 0,65 bar, alors que sur un échantillon de même nature prélevé à 15 mètres, on avait C_u = 1,3 bar. Mais il faut remarquer qu'il s'agissait d'une argile sableuse saturée qui, comme les silts, est un matériau très fragile.

Nous ne pensons pas que cette explication puisse être avancée pour la ville de Marne ou Romainville.

3. La sensibilité des sols

Il a été mis en évidence précédemment que (P_l — P_o) et (R_p — P_o) n'étaient peut-être pas des fonctions simples de C_u.

C'est d'ailleurs ce qui apparaît à la lecture des travaux de Bishop, Hill et Mott [30] et de l'ouvrage de Hill [31]. Ces auteurs ont montré que le matériau entre en plasticité au bord de la cavité avant la pression limite.

De même, il a été montré expérimentalement [32], que, au cours d'essais pressiométriques, le déviateur maximal était mobilisé à la pression de fluage P_f (définie d'après Ménard).

Donc, si le sol est sensible, c'est-à-dire si sa courbe de résistance au cisaillement est celle de la figure 9, c'est la cohésion résiduelle $(C_u)_r$ qui règne au bord de la sonde à la pression limite.

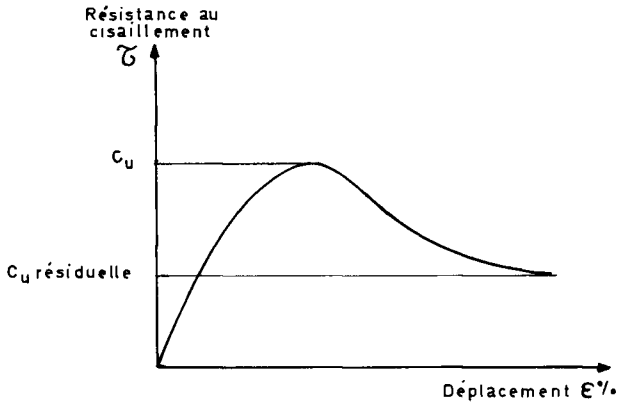

Fig. 9 - Courbe de résistance au cisaillement d'un sol sensible.

On peut, plus simplement, mettre en évidence cette propriété : si on gonfle une sonde dans une argile sensible jusqu'à P_l , puis si on la dégonfle et regonfle à nouveau, on trouvera encore le même P_l , mais, bien sûr pour des déformations plus importantes (fig. 10). Cela veut dire que :

- On ne peut pas, avec le pressiomètre, mesurer la sensibilité des sols directement ;
- à P_l , d'autres facteurs interviennent, autres que la résistance au cisaillement.

Il en est probablement de même pour R_p, qui obéit à des lois similaires, car comme on le verra plus loin, le rapport R_p/P_l varie peu en général pour un site donné.

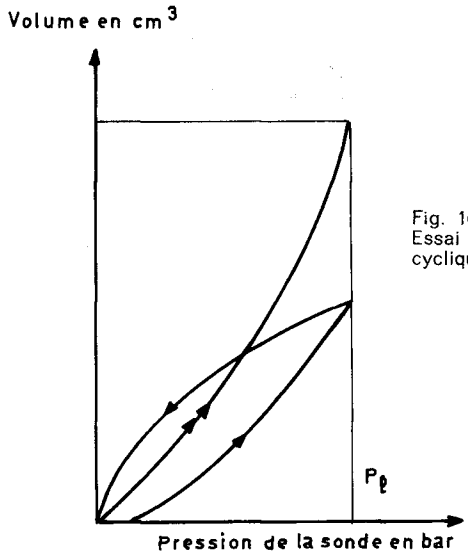

Fig. 10
Essai pressiométrique cyclique.

Schématisons la courbe de résistance en pointe d'un pieu en fonction de son enfoncement (fig. 11).

Dans une première phase, AB, le pieu « tient ». La pointe tasse.

Au point B, il y a rupture du sol (déviateur maximal mobilisé). Si les propriétés du sol étaient constantes en profondeur, on pourrait continuer à enfoncer le pieu pour cette même contrainte R_{p_o} .

Si le vérin qui charge le pieu le permet, il sera possible d'augmenter la charge jusqu'à une limite R_{p_n} imposée d'ailleurs par le dispositif opératoire, c'est-à-dire par la capacité des pompes à huiles.

Or, au pénétromètre statique, les vitesses de fonçage sont très élevées et on doit se trouver toujours dans la zone des R_{p_n} de la figure 11. On rejoint, là encore, le problème évoqué dans l'introduction : le pressiomètre ne s'enfonce pas, il amène le sol « à la limite ».

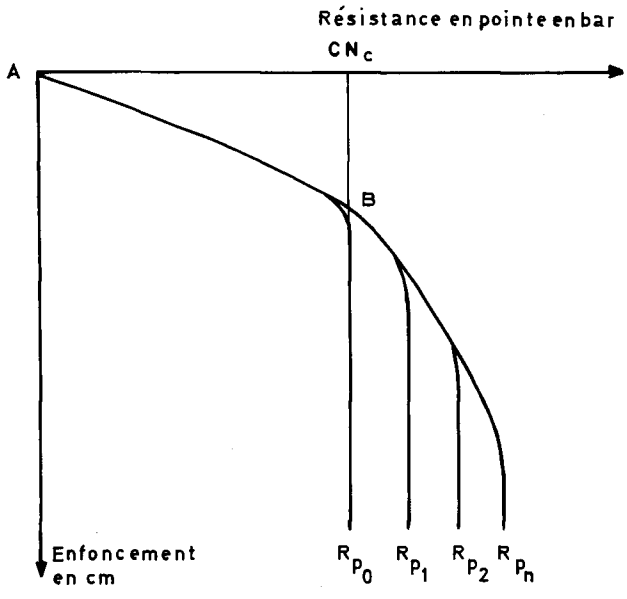

Fig. 11 - Courbe de chargement d'un pieu en pointe.

Donc, en première approximation, la résistance en pointe du pénétromètre et du pieu se trouve comprise, suivant la vitesse de fonçage, entre P_f et P_l, (aux facteurs de formes et autres près), c'est-à-dire que les « anneaux » du sol au bord des pointes sont remaniés.

Cependant, l'ensemble des sols que nous avons testés sont de sensibilité peu élevée (2 à 5) et ce facteur ne nous paraît pas pouvoir seul expliquer les écarts constatés.

4. La compressibilité * ou la déformabilité

Lorsque l'on écrase une carotte en laboratoire, une fois le déviateur maximum atteint, l'échantillon s'effondre. Il n'en est pas de même en place : une fois le déviateur maximum atteint, on peut encore augmenter la pression par exemple, dans la sonde pressiométrique de P_f à P_l .

Les « anneaux » plastifiés au bord de la sonde sont maintenus en place par les anneaux « intacts » plus éloignés et c'est la compressibilité du milieu qui encaisse la déformation. Cette « compressibilité » n'est nullement prise en compte dans le terme CN_c.

Ce problème a déjà été pris en considération par Bishop, Hill et Mott [30], Salençon [33], Ménard [34], pour l'application au pressiomètre des théories précédentes et pour l'application des mêmes théories aux fondations profondes, Meyerhof [35], etc.

Dans le cas d'une cavité sphérique, la formule de Bishop, Hill et Mott s'écrit :

$$R_p = \frac{4}{3} C_u \left[1 + \log_e \frac{E}{3\,C_u} \right] + P_o$$

où E est le module d'élasticité du sol (module d'Young).

Pour une cavité cylindrique (pressiomètre), la formule devient :

$$P = C_u \left[1 + \log_e \frac{E}{3\,C_u} \right] + P_o$$

Remarquons que cela donne R_p/P_l = Cte = 4/3, ce qui n'est pas confirmé par l'expérience.

Puisque le pressiomètre donne théoriquement E, on pourrait penser appliquer cette seconde formule pour déduire C_u de P_l . L'expérience montre également que les résultats ne sont guère meilleurs. Par exemple, pour la ville nouvelle de Marne, la formule précédente donne à 5 m de profondeur $P_l - P_o$ = 3,94, alors qu'expérimentalement on a trouvé $P_l - P_o$ = 7,6.

Ces nouvelles divergences pourraient en partie s'expliquer par les remarques suivantes :

— le module pressiométrique tel que défini par Ménard n'est pas le module d'Young du sol, l'appareil n'étant pas assez sensible pour mesurer ce module qui correspond à de très petites déformations relatives ;
— le module Ménard est fortement influencé par la mise en œuvre de l'appareil (au moins pour les sols mous) ;
— les fondements mêmes des théories rhéologiques sont discutables pour les sols (en particulier la schématisation élasto-plastique ne prend pas en compte la sensibilité des sols).

D'autres tentatives ont été entreprises pour relier R_p à la compressibilité des sols. Buismann, Parez, puis plus récemment Sanglerat [12]. Par « compressibilité », on entend cette fois-ci le terme C_c, c'est-à-dire l'indice de compression mesuré en laboratoire, lors de l'essai œdométrique. Sanglerat donne par exemple les résultats de la figure 12.

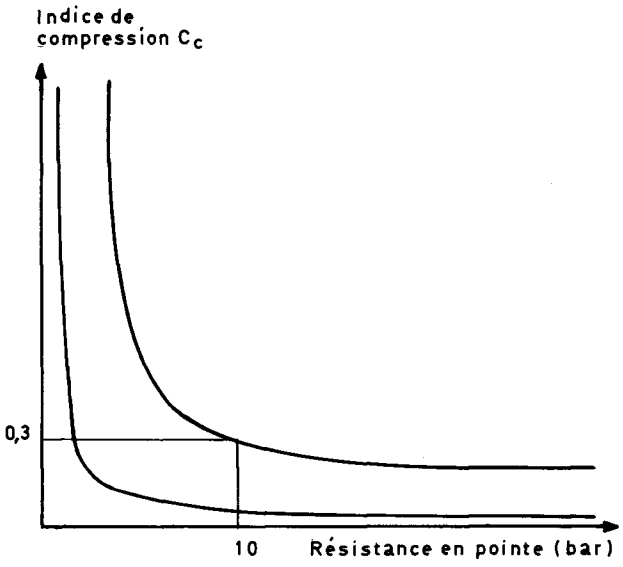

Fig. 12 - Relation $C_c = f(R_p)$ d'après Sanglerat.

Cette façon de faire nous semble discutable pour plusieurs raisons :

— C_c rend compte de l'aptitude des particules de sol à se rapprocher sous un champ donné de déformation, ce qui ne peut se faire que lorsque le fluide interstitiel peut s'échapper. Ce n'est évidemment pas ce qui peut se produire lors de la pénétration de la pointe du pénétromètre dans une argile ;
— la figure 12 montre d'ailleurs qu'il n'y a pas de relation entre les deux paramètres : si $R_p > 10$ bars, le C_c est pratiquement constant et de l'ordre de 0,1 à 0,2 ; si $R_p < 10$ bars, C_c peut avoir n'importe quelle valeur au-delà de 0,3.

* Les essais considérés sont des essais non drainés sur sol saturé. Le volume élémentaire de sol est donc invariable. Sous l'influence par exemple du pressiomètre, il se déforme et se déplace. Le volume total injecté dans la sonde est repris uniquement par la compressibilité élastique du milieu infini.

Dans un sable dilatant (c'est-à-dire un sable dont le volume élémentaire augmente au cours de l'essai sous l'influence du déviateur), c'est encore la compressibilité du milieu dans le domaine élastique qui encaisse la déformation d'ensemble (déformation propre du pressiomètre plus la déformation de dilatance).

CONCLUSIONS

Cette étude, sans pouvoir répondre à tous les problèmes que posent les comparaisons entre les résultats des essais en place et de laboratoire*, permet cependant de dégager les difficultés auxquelles on se heurte et d'orienter les futures recherches entreprises dans cette voie.

Un point important a été néanmoins mis en évidence, c'est qu'il n'existe pas une relation biunivoque entre d'une part la cohésion C_u déterminée en laboratoire, et d'autre part la pression limite P_l , et la résistance en pointe R_p.

Nous pensons qu'il est trop simple d'expliquer les écarts constatés uniquement par la qualité des essais et l'hétérogénéité des sols. La sensibilité et la « compressibilité » des terrains interviennent certainement pour une large part dans ce phénomène.

Nous avons ainsi constaté dans plusieurs sites étudiés que le terme N_c déterminé à partir de C_u et de P_p diminue avec la profondeur z, bien que la cohésion non drainée C_u augmente avec la profondeur. De même, le terme β du pressiomètre $\left(C_u = \frac{P_l - P_o}{\beta}\right)$ diminuait avec la profondeur pour ces mêmes sols.

Par contre, si l'on fait abstraction de la profondeur, et si l'on compare la cohésion C_u d'une part, et R_p et P_l d'autre part, on peut, en première approximation distinguer deux familles de résultats :

1 - Pour les cohésions inférieures à 0,5 bar, les formules donnant $C_u = \frac{R_p - P_o}{N_c}$ et $C_u = \frac{P_l - P_o}{\beta}$ sont à peu près valables pour :

$$N_c = 12 \quad \text{et} \quad \beta = 5{,}5$$

ce qui correspond aux limites approximatives :

$$P_l - P_o = 3 \text{ bars} \quad \text{et} \quad R_p - P_o = 6 \text{ bars.}$$

2 - Pour des cohésions supérieures à 0,5 bar, la dispersion est très grande et l'utilisation des formules précédentes n'est pas recommandée.

Afin d'obtenir un ordre de grandeur plus raisonnable en moyenne, nous proposons les deux formules suivantes :

$C_u = \frac{P_l - P_o}{10} + 0{,}25$ pour $P_l - P_o > 3$ bars
$C_u = \frac{R_p - P_o}{30} + 0{,}3$ pour $R_p - P_o > 6$ bars

En corollaire, il ressort de ce qui précède que, si l'on recherche la résistance en pointe d'un pieu (voire la portance d'une fondation en général), il est préférable d'utiliser R_p et P_l (frappés des coefficients habituels), plutôt que la formule $R_p = C \cdot N_c + P_o$.

Cette étude sera poursuivie en respectant évidemment des plans d'expérience très stricts dans des sites déjà reconnus comme homogènes. Mais il est probable qu'elle ne trouvera sa solution que dans l'étude théorique des essais en place, en essayant de prendre en compte tous les paramètres qui interviennent dans le comportement du sol.

* On n'a pas examiné par exemple l'influence de la nature du champ de contrainte, les conditions de drainage des essais in situ et l'incidence des vitesses de cisaillement dans les mêmes conditions de drainage.

BIBLIOGRAPHIE

[1] LEMASSON H. - *Un exemple d'utilisation du scissomètre de chantier.* Bull. liaison labo. P. et C. **20** (juil.-août 1966) p. 14-8.

[2] LEMASSON H. et LUBIÈRE A. - *Unité de sondage LPC pour la reconnaissance des sols peu consistants.* Bull. liaison labo. P. et C. **36** (janv.-fév. 1969) p. 41-8.

[3] PEIGNAUD M. et LEVILLAIN M. - Expérimentation du carottier à piston, bâti hydraulique et scissomètre. Labo. régional d'Angers, 1969, (non publié).

[4] LEMASSON H. - *Etude des paramètres influant sur les résultats des essais du scissomètre de chantier.* Labo. régional de St-Brieuc, 1970, (non publié).

[5] JEZEQUEL J. - *Les pénétromètres statiques - Influence du mode d'emploi sur la résistance de pointe.* Bull. liaison labo. P. et C. **36** (janv.-fév. 1969), p. 151-160.

[6] BIVERT et DEBRANDÈRE - *Normalisation de l'essai pénétrométrique.* Labo. régional de Lille, 1970, (non publié).

[7] JEZEQUEL J., LEMASSON H. et TOUZE J. - *Le pressiomètre Louis Menard.* Bull. Liaison Labo. P. et C. **32**, (juin-juil. 1968), p. 97-120.

[8] JEZEQUEL J. - *Etude du développement et de la dissipation des surpressions interstitielles créées par l'expansion des sondes cylindriques dans les sols cohérents saturés.* Labo. régional de St-Brieuc, 1969, (non publié).

[9] Mode opératoire LCPC - *Essai pressiométrique normal.* Dunod, 1971.

[10] VAN VANBEKE - *Méthodes d'investigation des sols en place, étude d'une campagne d'essais comparatifs.* Sols-Soils **2**, 1962.

[11] MENARD L. - *Calcul de la force portante des fondations sur la base des essais pressiométriques.* Sols-Soils **5**, 1963.

[12] SANGLERAT - *Correlation between in situ penetrometer test and the compressibility characteristics of soils.* Conférence sur « Les recherches in situ sur les sols et les roches » organisée par la British Geotechnical Society - Londres 13-15 mai 1969.

[13] CASSAN - Les essais in situ en mécanique des sols. Revue Construction **7** et **8**, (juil. et août 1969).

[14] HIGGINS - *Pressumeter correlation study research project.* 66-25 Louisiana HPR 1 (7) Baton Rouge.

[15] LIVNEH et UZAN - *In situ investigations in soils and rocks.* Comptes rendus de la conférence organisée par la British Geotechnical Society - Londres, 13-15 mai 1969.

[16] AMAR S. - *Etude de l'argile verte de la ville nouvelle de Marne.* Labo central P. et C. sept. 1970 (non publié).

[17] KERISEL J. et ADAM M. - *Calcul des forces horizontales applicables aux fondations profondes dans les argiles et les limons.* Annales ITBTP **239** (nov. 1967).

[18] BRU J.P. - *Etude des sollicitations horizontales des fondations profondes.* Labo. régional de Rouen, 1965 (non publié).

[19] PAREZ L. - *Les pénétromètres et leur utilisation. Journées des Fondations LCPC,* 6-11 mai 1963 (épuisé).

[20] WARD W.H., MAISAND et SAMUELS - *Properties of the London clay at the Ashford Common shaft : in situ and undrained strength tests.* Geotechnique **15** n° 4, 1966, p. 321-344.

[21] MENARD L. - *Etudes expérimentales de l'encastrement d'un rideau en fonction des caractéristiques pressiométriques du sol de fondation.* Sols-Soils **9**, p. 15.

[22] COMBARIEU J. - *Autoroute A* 13 - *Essais de chargement de pieux dans la vallée de la Risle.* Labo. régional de Rouen, 1970 (non publié).

[23] *Remblai expérimental de Palavas-les-Flots.* Labo. central P. et C et Labo. régional de Toulouse, 1968-69 (non publié).

[24] JÉZÉQUEL J., GOULET G. et GUEGAN J. - *Pieux flottants dans une argile molle.* Labo. régional de Saint-Brieuc, 1969 (non publié).

[25] JÉZÉQUEL J., GOULET G. et GUEGAN J. - *Les fondations profondes sollicitées horizontalement.* Labo. régional de Saint-Brieuc, 1970 (non publié).

[26] BEGEMANN - *The use of the static soil penetrometer in the Holland.* New Zealand Engineering, fév. 1963, p. 41-49.

[27] BRU J.P. - *Franchissement de la Dordogne et viaduc d'accès à la falaise Saint-André-de-Cubzac.* Labo. régional de Bordeaux, 1970 (non publié).

[28] LEMASSON H. - *Station d'épuration de Redon.* Labo. régional de Saint-Brieuc, 1966 (non publié).

[29] PAUTE J.L. - *Remblai d'accès à la rupture de Lanester-le-Rohu.* Labo. régional de Saint-Brieuc, 1969 (non publié).

[30] BISHOP A.W., HILL R. et MOTT M. - *The theory of identation and hardness tests.* Proceedings of Physical Society, **57** (3e partie), n° 321, mai 1945.

[31] HILL R. - *The mathematical theory of plasticity Chap. The expansion of a spherical shell.* Oxford Clarendon Press, p. 97.

[32] JÉZÉQUEL J. et LE MEHAUTE - *Etudes théorique et expérimentale du développement et de la dissipation des surpressions interstitielles durant l'expansion des sondes cylindriques dans les sols argileux saturés.* Labo. régional de Saint-Brieuc, 1969 (non publié).

[33] SALENÇON J. - *Expansion quasi statique d'une cavité à symétrie sphérique ou cylindrique dans un milieu élasto-plastique.* Annales des P. et C. **3** mai-juin 1966, p. 175-187.

[34] MENARD L. - The Menard pressumeter technical digest. Persons Brinkerhoff, Quade and Douglas. Sept. 1961.

[35] MEYERHOF G.G. - *The ultimate bearing capacity of foundations.* Geotechnique **2**, 1944, p. 301.